COMUNE DI

GAGGI

PROVINCIA DI MESSINA

PROGETTO ESECUTIVO

PER ADEGUAMENTO SISMICO, MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DELLA "SCUOLA MEDIA"

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. GIUSEPPE C. VADALÀ - GIARDINI NAXOS - Inserito all'Albo di Messina Matric.2204

IL RUP

Geom. Leonardo Bastiano

COMUNE DI GAGGI (ME) - AREA TECNICA -

PROGETTO ESECUTIVO

ALLEGATI

- TAV A8: RELAZIONE DI CALCOLO

VISTI

IL SINDACO
Dott. Giuseppe Cundari

COMUNE DI GAGGI - PROV. MESSINA

GAGGI, lì

UFFICIO DEL GENIO CIVILE

— MESSINA —

Si attesta che le previsioni del presente progetto sono conformi alle norme di edilizia sismica. L'autorizzazione allo inizio dei lavori è subordinata alla formale domanda ai sensi dell'Art 17 della Legge 64/1974

N. 82488 Messina, li 18.05.26

Dipartimento Regionale Tecnico - Assessorato Reg. Siciliano Infrastrutture e Mobilità - Ufficio Genio Civile - Messina

L'INGEGNERE CAPO
(Ing. Nicola Alleruzzo)

IL DIRIGENTE
(Giuseppe Ferraloro)

INDICE

1. Premessa
2. Normative di riferimento
3. Descrizione generale dell'opera
4. Analisi storico critica
5. Rilievo
6. Azioni di progetto
   6.1. Azioni antropiche
   6.2. Azioni naturali
      6.2.1. Azione sismica
      6.2.2. Azione del vento
      6.2.3. Spinta delle terre
   6.3. Condizioni di carico
   6.4. Combinazioni di carico
      6.4.1. Combinazioni di carico sismiche
      6.4.2. Combinazioni di carico non sismiche
   6.5. Procedura di analisi
   6.6. Considerazioni sul coefficente di comportamento
7. Criteri di modellazione e metodologia di analisi della struttura
8. Verifica sismica del fabbricato
9. Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità
10. Asseverazione in merito all'ammissibilità dell'altezza del fabbricato relativamente alle prescrizioni del punto 7.2.2 D.M. 17/01/2018
11. Calcolo dgli elementi secondari
12. Calcolo del giunto tecnico
13. Conclusioni

1. PREMESSA

Il presente progetto strutturale ha la finalità di "assicurare la perfetta stabilità e sicurezza delle strutture evitando quindi qualsiasi pericolo per la pubblica incolumità.

Esso viene condotto in ottemperanza al Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17/01/2018 e alla relativa Circolare 7/19 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La presente relazione illustra i calcoli di verifica relativamente all'adeguamento sismico, messa in sicurezza e riqualificazione della Scuola Media, denominata "Luigi Capuana", del Comune di Gaggi.

L'intervento prevede la demolizione dell'immobile esistente avente struttura portante in muratura mista (pietrame disordinato e blocchi di cls) e la sua ricostruzione con struttura portante in telai sismoresistenti in c.a. con fondazione in c.a. a platea e solaio Plast bau metal.

L'immobile è ad una elevazione fuori terra.

L'intervento inoltre prevederà la realizzazione di una rampa disabili attraverso la realizzazione di un corpo di fabbrica avente struttura portante in c.a. e una pensilina in acciaio e plexiglass da posizionare nella parte antistante l'ingresso.

Viene utilizzata una metodologia di calcolo basata su analisi statiche lineari, con fattore di struttura q condotte sul modello globale dell'edificio in cui gli elementi strutturali vengono modellati con metodologie F.E.M.

Per i dettagli si rimanda al capitolo "Criteri di Modellazione" e al "Documento di Validazione" scaricabile dal sito www.stsweb.it.

Si è utilizzato lo spettro di progetto, definito al cap 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali nominali.

I calcoli sono stati eseguiti mediante il software di calcolo automatico CDSWin Rel. 2018 di cui si riportano a seguire i dati principali.

Produttore	S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l. Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri 95030 Sant'Agata li Battiati (CT).
Versione	Rel. 2020
Numero di licenza	15302 sts
Documento di validazione scientifica	Scaricabile dal sito stsweb.it

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **DM 17 Gennaio 2018**: *"Norme tecniche per le costruzioni"* (Testo Unico 2018).
- **Circolare n 7/19** Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: **"***Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni***"**.
- **UNI ENV 1991-1 28 Ottobre 1996 Eurocodice 1:** *"Basi di calcolo ed azioni sulle strutture"*.
- **UNI ENV 1992-1-1 27 Dicembre 1991 Eurocodice 2:** *"Progettazione delle strutture di calcestruzzo"*.
- **UNI ENV 1993-1-1 24 Aprile 1992 Eurocodice 3:** *"Progettazione delle strutture di acciaio"*.
- **UNI ENV 1996-1-1 31 Marzo 1998 Eurocodice 6:** *"Progettazione delle strutture di muratura"*.
- **UNI ENV 1998-1-1 1 Gennaio 2003 Eurocodice 8:** *"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture"*.
- **Decreto 20 Novembre 1987**: *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"*.
- **CNR DT 200/2004**: *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"*.

3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'intervento in oggetto potrà essere così riassunto:

1) Demolizione totale dell'immobile esistente avente struttura portante mista in pietrame disordinato e blocchi forati in cls;
2) Ricostruzione dell'immobile, con struttura intelaiata sismoresistente in c.a. avente fondazione superficiale a platea in c.a. e solaio gettato in opera del tipo plast bau metal;
3) Realizzazione di una piccola pensilina, nell'area antistante l'ingresso avente il solo scopo di protezione, dalla pioggia, degli studenti durante l'attesa per l'entrata. La struttura portante sarà in elementi tubolari in acciaio, la copertura in pannelli trasparenti in plexiglass e le fondazioni saranno in c.a. a travi rovesce rettangolari.
4) Realizzazione di una rampa disabili finalizzata all'abbattimento delle barriere architettoniche, costituita da piastre di fondazione in c.a. e setti paraterra in c.a.

Di seguito si riportano i parametri relativi alla classificazione sismica del sito di costruzione, la tipologia e classe dell'opera, la vita d'esercizio dell'opera e la classificazione morfologica e geologica del terreno di fondazione.

Zona sismica

Regione	Localita'	Coordinate geografiche		ag (10% in 50 anni)
		Latitudine	Longitudine	
Sicilia	Gaggi	37,86191	15,22025	0.240

Tipologia struttura

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Vita nominale	Cu	Periodo di riferimento
Opera ordinaria	III	50	1.00	75.00

Caratterizzazione suolo

Categoria suolo	Condizione topografica			
	Condizione	H_{pendio}	$H_{edificio}$	St
B	T1	0.00	0.00	1.00

Smorzamento

ξ	μ
%	
5.00	1.00

4. ANALISI STORICO CRITICA

L'immobile è di vecchia costruzione risalente agli anni 40',50' del secolo scorso ed attualmente è inagibile per ordinanza del Sindaco.

Esso verrà totalmente demolito.

5. RILIEVO

E' stato condotto un rilievo geometrico strutturale del fabbricato esistente.

6. AZIONI DI PROGETTO

Nel presente capitolo vengono riportate le azioni sollecitanti, divise per tipologia, considerate ai fini della verifica della struttura in oggetto. In particolare si distingue, coerentemente alle indicazioni di normativa, tra le azioni naturali e quelle antropiche.

Si precisa che la tettoia di progetto nella verifica di sicurezza del fabbricato esistente viene riportata condensata sull'impalcato di copertura.

6.1 Azioni antropiche

Tale categoria comprende tutte le azioni legate alle attività umane, in particolare vengono considerati tutti i carichi gravitazionali derivanti dai pesi propri degli elementi strutturali, dai pesi portati e dai sovraccarichi accidentali. I pesi propri (murature, elementi in c.a., ecc) vengono valutati in automatico dal programma mentre tutti gli altri vengono assegnati dall'utente in termini di valori caratteristici.

6.2 Azioni naturali

In questa categoria ricadono tutte le azioni che vengono generate da fenomeni naturali capaci di sollecitare in modo significativo la struttura: sisma, vento, neve, ecc.

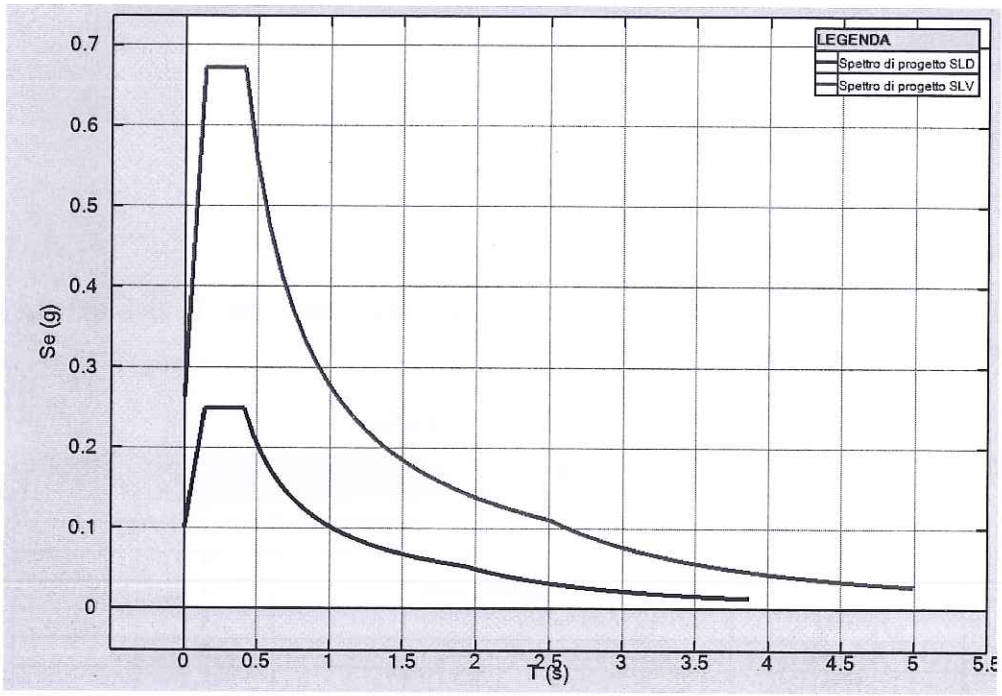
6.2.1 Azione sismica

L'azione sismica viene valutata mediante gli spettri di normativa caratterizzati per ciascuno degli stati limite considerati.

(*) $S = S_{suolo} * S_{t\ (condizione\ topografica)}$

Spettri di progetto

$T < T_B$	$T_B < T < T_C$	$T_C < T < T_D$	$T > T_D$
$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$



Spettri di progetto adottati.

6.2.2 Azione del vento

Nel seguito vengono proposte le tabelle riassuntive dei parametri necessari per la definizione della pressione del vento, nel rispetto della normativa vigente.

Categoria di esposizione

Zona	Classe di rugosita'	Distanza dalla costa	Altitudine	Categoria
		km	m	
1	D	100.00	100.00	II

Pressione cinetica di riferimento

Vb0	Tr	α_r	Vb	qb
m/s			m/s	N/m
25.00	50.00	1.00	0.00	0.00

Pressione del vento

Quote	ce	Pressione del vento
m		N/m^2
2.60	0.00	0.00

6.2.3 Spinta delle terre

Non ci sono spinte delle terre

6.3 Condizioni di carico

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utili per la definizione di tutte le combinazioni di carico utilizzate nelle analisi.

Condizioni di carico

Nome	Tipo	Favorevole	Sfavorevole	Principale
Gravity	Peso proprio		X	
Permanenti Strutturali	Carico permanente strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali	Carico permanente non strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali CD	Carico non strutturale compiutamente definito		X	
Variabili	Carico variabile		X	X
Concentrati	Carico concentrato		X	
Vento	Vento		X	
Spinta delle terre			X	
neve	Carico variabile definito dall'utente		X	X

6.4 Combinazioni di carico

6.4.1 Combinazioni di carico sismiche

L'azione sismica (E_d), relativa allo stato limite considerato, deve essere combinata con i valori caratteristici dei carichi permanenti e con i valori "*quasi permanenti*" dei carichi variabili. I medesimi carichi gravitazionali devono essere considerati sia per la sovrapposizione degli effetti (sollecitazioni, spostamenti ,ecc) sia per il calcolo delle masse sismiche.

$$Cu = E_d + \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Coefficienti di combinazione sismica

Categoria - Azione variabile	$\psi_{2,sis}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B Uffici	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

Le seguenti tabelle riassumono le combinazioni di carico adottate nell'ambito delle diverse analisi sismiche eseguite.

6.4.2 Combinazioni di carico non sismiche

Nell'ambito delle verifiche non sismiche si distingue tra verifiche di esercizio (SLE) e verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU).

Per ciascuna verifica i carichi vengono combinati secondo le prescrizioni di normativa:

- Combinazione Stati Limite Ultimi

$$Cu = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} \cdot \gamma_G^{(i)} + Q_k^{(1)} \cdot \gamma_Q^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \gamma_Q^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

- Combinazioni Stati Limite di Esercizio

Combinazione rara

$$Cr = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + Q_k^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

Combinazione frequente

$$Cf = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + Q_k^{(1)} \cdot \psi_1^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Combinazione quasi permanente

$$Cp = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Dove :

G_k : valore caratteristico dei carichi permanenti
Q_k : valore caratteristico dei carichi variabili
$Q_k^{(1)}$: carico variabile principale

I coefficienti ψ consentono di calcolare la quota del carico variabile in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento :

ψ_0 : *valore raro* - P. superamento < 10%
ψ_1 : *valore frequente* - P. superamento > 10%
ψ_2 : *quasi permanente* - P. superamento > 50%

La norma riporta tali coefficienti in relazione alla destinazione d'uso degli ambienti:

Coefficienti di combinazione carichi variabili

Categoria - Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Le seguenti tabelle riassumono le combinazioni di carico adottate nell'ambito delle diverse analisi non sismiche eseguite.

Combinazioni di carico non sismiche

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Vert (Combinazione sismica)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	-	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----
neve	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLE Rara (SLE - Rara)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----
neve	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLE Frequente (SLE - Frequente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----
neve	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLE Quasi Permanente (SLE - Quasi Permanente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----
neve	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU # 04-000 (SLU)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.50
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	0.00
Vento	1.00	-	Sfavorevole	0.00
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	0.00
neve	1.00	-	Sfavorevole	1.50

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU # 08-000 (SLU)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	0.00
Vento	1.00	-	Sfavorevole	0.00
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	0.00
neve	1.00	X	Sfavorevole	1.50

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU.GEO # 04-000 ()				
Gravità	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.50
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	0.00

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Vento	1.00	-	Sfavorevole	0.00
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	0.00
neve	1.00	-	Sfavorevole	1.50

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU.GEO # 08-000 ()				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	0.00
Vento	1.00	-	Sfavorevole	0.00
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	0.00
neve	1.00	X	Sfavorevole	1.50

7. CRITERI DI MODELLAZIONE E METODOLOGIA DI ANALISI DELLA STRUTTURA

7.1 Procedura di analisi

Di seguito vengono riportati i principali aspetti legati alla modellazione in CDSWin.

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi;
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilita' limitata per l'acciaio;
- verifiche plastiche per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e tensionali per quelle di classe 3

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del coefficiente di comportamento, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si è fatto riferimento al D.M. 17.01.18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono state riportate nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è stato quello degli Stati Limite (SL) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza è stata quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).

Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Le verifiche sono state effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

La presenza di eventuali orizzontamenti sono stati tenuti in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono state ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali.

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

- legame elastico lineare per le sezioni in legno

Il modello di calcolo utilizzato è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

• COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2008):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6):

Nelle combinazioni per SLE, sono stati omessi i carichi Qkj dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

Altre combinazioni sono state considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo "+" è da intendersi "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza gGi e gQj sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I)

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2018).

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti y2 j sono sono stati desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I).

La struttura è stata progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono state stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado è stata ottenuta con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario,

dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

• AZIONI SULLA COSTRUZIONE

AZIONE SISMICA

Come indicato nelle NTC 2018 l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 17.01.18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 15° C.

Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr.§ 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle NTC 2018.

NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa: Cfr. §3.3.7

AZIONI ECCEZIONALI

Per le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, sono state considerate nella progettazione, con calcolo e verifica della suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti in sede di valutazione di tali carichi, (a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DEL FABBRICATO

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).

Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Le verifiche sono state effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

La presenza di eventuali orizzontamenti sono stati tenuti in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta in fase statica non lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

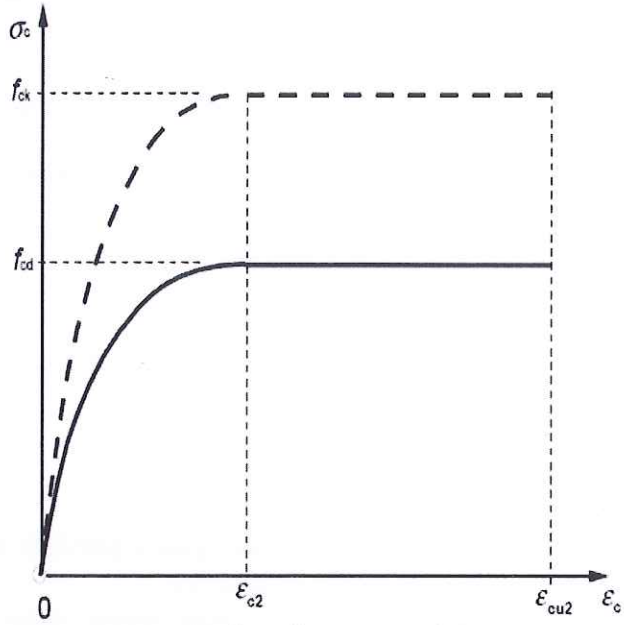
Il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazione superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

Nel caso di fondazioni profonde i pali vengono modellati sia per le azioni verticali che trasversali modellando il terreno alla Winkler in funzione del modulo di reazione orizzontale.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

Per le verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami:

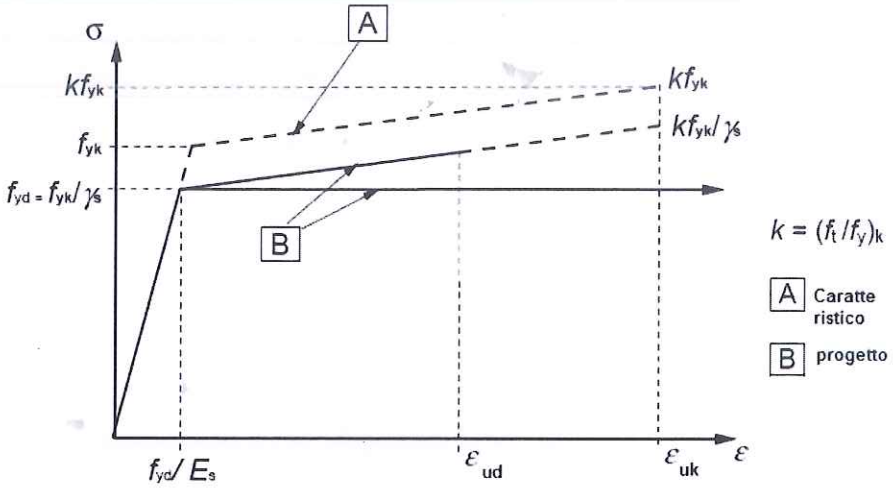
Legame parabola rettangolo per il calcestruzzo



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore εcu2 nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

Legame elastico prefettamente plastico o incrudente o duttilita' limitata per l'acciaio



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4
- legame elastico lineare per le sezioni in legno

Il modello di calcolo utilizzato è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

• COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2008):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6):

Nelle combinazioni per SLE, sono stati omessi i carichi Qkj dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

Altre combinazioni sono state considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo "+" è da intendersi "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza gGi e gQj sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I)

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2018).

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti y2 j sono sono stati desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I).

La struttura è stata progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono state stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado è stata ottenuta con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

• AZIONI SULLA COSTRUZIONE

AZIONE SISMICA

Come indicato nelle NTC 2018 l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

7.2 Considerazioni sul coefficente di comportamento

Il coefficente di comportamento è pari a:

- FABBRICATO SCUOLA: q=2,76 (Classe dissipativa media B);
- PENSILINA: q=1,50 (Non dissipativo);
- RAMPA DISABILI: q=1,06 (Non dissipativo);

8. VERIFICA SISMICA DEI FABBRICATI

Si rimanda alla lettura dei tabulati di calcolo

9. VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura di nuova realizzazione, utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica di entrambi i software abbiano dato esito positivo.

I dettagli si sono analizzati al cap. 6 "Criteri di modellazione fabbricato esistente" e al cap. 7 "Criteri di modellazione".

Ulteriori dettagli sono visibili nei documenti di validazione scaricabili dal www.stsweb.it.

10. ASSEVERAZIONE IN MERITO ALL'AMMISSIBILITÀ DELL'ALTEZZA DEL FABBRICATO RELATIVAMENTE ALLE PRESCRIZIONI DEL PUNTO 7.2.2 D.M. 17/01/2018

Il sottoscritto progettista strutturale **assevera**, in relazione all'altezza massima di nuovi edifici, che:

- sono state analizzate le curve di capacità e di domanda, ricavate dall'analisi non lineare, rilevando che la capacità deformativa e dissipativa è sempre maggiore della domanda deformativa e dissipativa imposta dalla classificazione sismica del territorio (sia allo SLU che allo SLD per tutti i percorsi e per tutte le condizioni di carico) e quindi l'altezza del fabbricato in esame è compatibile con la capacità deformativa e dissipativa del fabbricato in oggetto stesso in funzione della classificazione sismica;

Il sottoscritto progettista strutturale **assevera**, in relazione alla limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale che:

- **il fabbricato in progetto è conforme allo strumento urbanistico vigente, con "DESTINAZIONE D'USO SCUOLA"**

11. CALCOLO DEGLI ELEMENTI SECONDARI

Verifica Solaio plast bau

L_{MAX} = 5,40 m

La verifica del solaio in oggetto viene eseguita ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Il solaio, come detto nella relazione tecnica illustrativa sono del tipo Plast – Bau Metal gettati in opera cm 16/3 + 5 cm e travetti ad interasse di cm 60.

Verranno realizzate delle fasce piene armate fuori calcolo al fine di limitare al minimo le deformazione e per dare al solaio un comportamento statico a "piastra", tale da fornire dei momenti resistenti idonei a resistere al momento negativo superiore prodotto agli appoggi e al taglio. Il momento negativo agli appoggi verrà fatto assorbire da apposita armatura superiore.

Per facilitare le operazioni di esecuzione, ma certi di agire in sicurezza, si calcolano i solai a piano primo che saranno destinati a sopportare carichi relativi alla civile abitazione.

La normativa sui carichi e sovraccarichi impone che per la destinazione d'uso in oggetto si deve utilizzare un sovraccarico variabile pari a **300** Kg/m^2 .

Verifica SLU

Analisi dei carichi sul solaio tipo, allo SLU.

Si ipotizza il solaio calpestabile

AZIONE	**VALORI CARATTERISTICI (Kg/mq)**	**COEFFICIENTE PARZIALE γ**	**VALORI DI PROGETTO (Kg/mq)**
Peso proprio	$G_{k1} = 180$	1.3	$G_{d1} = 260$
Carico fisso	$G_{k2} = 200$	1.5	$G_{d2} = 300$
Carico variabile	$Q_k = 300$	1.5	$Q_d = 450$
TOTALE			$F_d = 1010$

Si passa adesso alle relative verifiche.

Si ipotizza il solaio come una trave con vincoli alle due estremità di semincastro:

$L_{max} = 5.40\ ml$

Le elaborazioni sono eseguite basandosi sul D.M. 17/01/2018

Viene utilizzato un diagramma di calcolo sforzi-deformazioni ottenuto con:

calcestruzzo: <u>diagramma parabola-rettangolo alfa = 0,85</u>

gamma C = 1,60 epsilon limite ec1 = 2,0 %. ecu = 3,5 %.

acciaio: <u>diagramma elastico-perfettamente plastico</u>

gamma S = 1,15 epsilon limite esu =10,0 %.

Momento flettente massimo: $$M_{max} = \frac{F_d \cdot L_{max}^2}{10} = \frac{1010 \cdot 5{,}40^2}{10} = 2945{,}16\ Kgm$$

Taglio massimo: $V_{max} = \frac{F_d \cdot L_{max}}{2} = 2727\ Kg$

Progetto a Flessione

Le elaborazioni sono eseguite basandosi sulle norme italiane col metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Diagramma di calcolo sforzi-deformazioni ottenuto con:

calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo $\alpha = 0,85$

$\gamma_C = 1,60$ ε_{limite} $\varepsilon_c 1 = 2,0\ \%$. $\varepsilon_{cu} = 3,5\ \%$.

acciaio: diagramma elastico-perfettamente plastico

$\gamma_S = 1,15$ ε_{limite} $\varepsilon_{su} = 10,0\ \%$.

Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 21 cm

ARMATURA DI CALCOLO 3 Φ 14 A TRAVETTO

Progetto a Taglio

Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 21 cm

V= 1,40 t

Valori limiti del taglio:

V_{Rd1}= 4,30 t

V_{Rd2}= 48,59 t

<u>Non occorre armatura (vedi valori minimi), Sezione accettabile</u>

Verifica SLE

Analisi dei carichi sul solaio tipo, allo SLE, comb. rara

AZIONE	VALORI CARATTERISTICI (Kg/mq)	COEFFICIENTE PARZIALE γ	VALORI DI PROGETTO (Kg/mq)
Peso proprio	$G_{k1} = 200$	1	$G_{d1} = 200$
Carico fisso	$G_{k2} = 200$	1	$G_{d2} = 200$
Azione variabile	$Q_k = 300$	1	$Q_d = 300$
TOTALE			$F_d = 700$

Verifica a Fessurazione

Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 21 cm

Caratteristiche di sollecitazione: M = 1,37 tm

Valori di fessurazione: M_{fess} = 2,53 tm **Sezione verificata**

Per meglio distribuire i carichi verticali e per meglio trasmettere l'azione sismica ai cordoli verrà posizionata su tutto l'impalcato una rete elettrosaldata ϕ8/(25x25).

Pensilina

Si effettua la verifica degli elementi secondari della pensilina

Calcolo del Travicello secondario 50x100x3

ACCIAIO ORDITURA SECONDARIA TUBO Q 50X100X3

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Analisi dei carichi

AZIONE	*VALORI CARATT.*	*Gamma*	*VALORI PROG*
	Kg/mq		*Kg/mq*
Peso proprio Gk1	10	1,4	14
Carico fisso Gk2	10	1,4	14
Azione variabile Qk	60	1,5	90
TOTALE Fd			118

TIPO ACCIAIO	S235	
fyk=	235,00	N/mm²
fyd=	223,81	N/mm²

gamma Mo= 1,05

W=	213,00	cmc

Mu=	4.767,14	Kgm
Mmax=	33,92	Kgm
	OK VERIFICA	

L (m)	Interasse (m)
1,48	1,05

15

VERIFICA DEFORMABILITA' (SLE) (L/200)

Analisi dei carichi

AZIONE	*VALORI CARATT.*	*Gamma*	*VALORI PROG*
	Kg/mq		*Kg/mq*
Peso proprio Gk1	10	1	10
Carico fisso Gk2	10	1	10
Azione variabile Qk	60	1	60
TOTALE Fd			80

s	2,8112	mm
sd	5,92	mm
	OK VERIFICA	

Calcolo saldature

La massima azione che si trasferisce attraverso le saldature è pari a 0,1 t.

Questa si ha in corrispondenza del collegamento colonna trave.

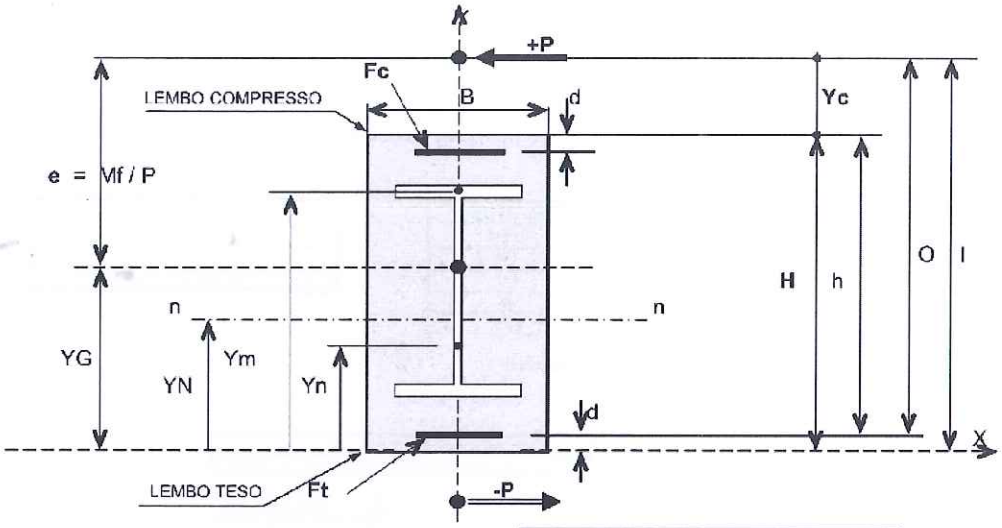
Si eseguiranno cordoni di saldatura di lunghezza pari al diametro del profilato, per un totale di cm 56 di saldatura con una sezione di gola di almeno mm 5.

Pertanto la tensione sulla saldatura è pari a:

$$\sigma = 100 \text{ Kg} / (56 \text{ cm} \times 0{,}5 \text{ cm}) = 3{,}50 \text{ Kg/cm}^2 < \text{Resistenza acciaio}$$

Piastra di base

PIASTRA IN ACCIAIO ANCORATA SU C.A.



UNITA' DI MISURA	kN , cm
STATI LIMITE ? (S,N)	S

METODO DI CALCOLO AGLI STALI LIMITE

COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE	15	N	*dati di calcolo*			
ALTEZZA DELLA PIASTRA	30	H	O =Yc+h =	cm		17,37956204
			h = H-d =		cm	28
LARGHEZZA DELLA PIASTRA	30	B	I = O+d =		cm	19,37956204
			Ji	=	cm4	306405,6
DISTANZA ANCORAGGI - BORDO PIASTRA	2	d	Js	=	"	306405,6
			Si	=	cm3	14886
SEZIONE TOT. ANCORAGGI COMPRESSI	3,08	Fc	Ss	=	"	14886
			A	=	cm2	992,4
SEZIONE TOTALE ANCORAGGI TESI	3,08	Ft	y'c	=	cm	15
			e'	=	cm	4,379562044
			ym	=	cm	20,58347441
			yn	=	cm	9,416525595
PRESSIONE (P) - TRAZIONE (T) - FLESSIONE (F)		P				

PRESSO-FLESSIONE RETTA	Yc =	-10,62	cm	distanza dal lembo compr.
	P =	2,74	kN	P > 0
	Mf =	12	kNcm	Mf >= 0

CENTRO DI PRESSIONE INTERNO AL NOCCIOLO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E SOLLECITAZIONI

SEZIONE PRESSO-INFLESSA

C.P. INTERNO AL NOCCIOLO			C.P. ESTERNO AL NOCCIOLO		
Ai =	cm2	992,40			
YGi =	cm	15,00			
JGi =	cm4	83116			
Scmax =	kN/cm2	0,00			
Sfc =	kN/cm2	0,07			
Sft =	kN/cm2	0,01			
Sft.fil =	kN/cm2	0,00			

VERIFICA ANCORAGGI TESI		dati di calcolo :		
Numero ancoraggi =	2	Afa =	cm²	2,5
materiale Fe	360	$\sigma_{amm.i}$; f_d =	21,36	0,00
diametro ϕ = mm	14	N =	cm4	0
coeff. sic. mater. γ_m =	1,1	T =	cm3	0
comb. per tens.amm.	II	X1 =	cm	0
σ_{amm} : f_d kN/cm²	21,36	X2 =	cm	0
VERIFICA SODDISFATTA		RICERCA POSIZIONE ASSE NEUTRO		

SEZIONE INFLESSA

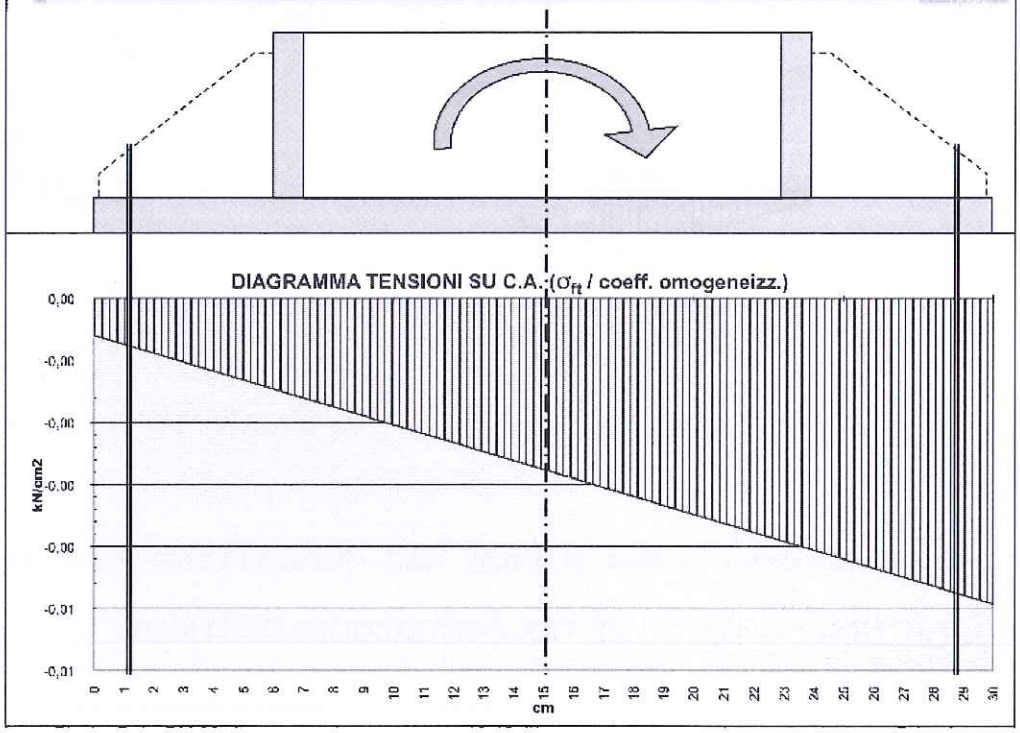
FLESSIONE RETTA		

dati di calcolo :

ϕE = cm

LEGENDA

Scmax	=	tens. di compr. max. calcestr.
Sfc	=	tens. sui ferri compressi
Sft	=	tens. sui ferri tesi
Afa	=	sezione bull. ancor. sul filetto
Sft.fil	=	tens. nel gambo filettato ferri tesi



VERIFICA IN ZONA TESA

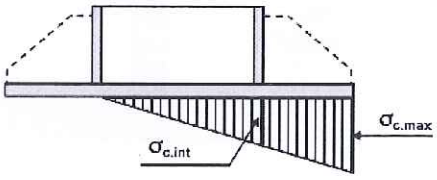
NUMERO ANCOR. TESI IN LINEA	Nt =	2			
DISTANZA TRA ANCORAGGI	p =	26	cm		
DIST. ANCORAGGIO - BORDO	e =	2	cm		
LARGHEZZA COLLABORANTE	lo =	1,32	cm		
MATERIALE PIASTRA	Fe	360		σ_{amm} =	kN/cm² 21
SP. PIASTRA NON IRRIGIDITA	s_{min} =	0,0	mm		
SPESSORE DI PROGETTO	s =	8	mm >= st		
TENSIONE MASSIMA	σ =	0,00	kN/cm² <		
DEFORMAZIONE MAX.	f =	0,00000	mm		
ROTAZIONE TRAVE	ρ =	0,00000	rad		

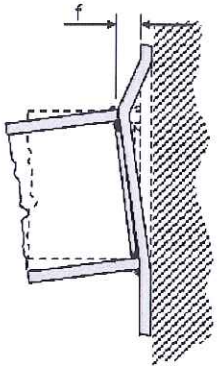
bo/d	lo/bo
1	3,3
2	2,8
3	2,6
4	2,5
5	2,45
6	2,4
7	2,35
8	2,3
9	2,27
10	2,25
11	2,23
12	2,14

bo/d	lo/bo
0,10	3,3
lo_1 = cm	0,7

VERIFICA IN ZONA COMPRESSA

	$\sigma_{c.amm}$ =	1,33	kN/cm²
TENSIONE DI COMPR. MAX.	$\sigma_{c.max}$ =	0,005	kN/cm²
TENSIONE DI COMPR. INT.	$\sigma_{c.int}$ =	0,005	kN/cm²
MOM. FLETTENTE MAX. p.u.l.	Mf =	0,01	kNcm/cm
TENSIONE MASSIMA	σ =	0,00	kN/cm² <





12. CALCOLO DEI GIUNTO TECNICO

Esso verrà dimensionato in base al punto 7.2.2. "CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI" – "DISTANZE TRA COSTRUZIONI CONTIGUE".

Al fine di evitare fenomeni di martellamento, vengono dimensionati il distacco tra:

1) FABBRICATO e la PENSILINA;
2) RAMPA DISABILI e MURI DI SOSTEGNO ESISTENTI .

1) FABBRICATO e PENSILINA;

Tale giunto sismico è dato dalla seguente espressione:

$$S_{sismico} = \delta_{SLV_fabbricato} + \delta_{SLV_pensilina}$$

Si determina il massimo spostamento del FABBRICATO allo SLV secondo 7.3.3 D.M. 17/01/2018 con analisi lineare, dove q=2,76.

$$\delta_{SLV_FABBRICATO} = s = 0{,}3 \text{ mm} \times 2{,}76 = 0{,}828 \text{ cm}$$

Si determina il massimo spostamento della pensilina allo SLV secondo 7.3.3 D.M. 17/01/2018 con analisi lineare, dove q=1,50.

$$\delta_{SLV_PENSILINA} = s = 2{,}3 \text{ mm} \times 1{,}50 = 3{,}45 \text{ mm}$$

Pertanto il giunto tecnico dovrà essere almeno pari a:

$$S_{sismico} = \delta_{SLV_FABBEICATO} + \delta_{SLV_PENSILINA} = 0{,}828 \text{ cm} + 0{,}345 \text{ cm} = 1{,}173.$$

Si fissa a vantaggio di sicurezza pari a 5 cm

1) RAMPA DISABILI e MURI ESISTENTI;

Si determina il massimo spostamento del MURO ESISTENTE alla altezza H=5,00m

$\delta_{muratura} = (a_g/0{,}5g) x S x H/100$
dove:
(a_g/g)=0,240 (SLV) per GAGGI;
S=1,2;
H=2,25 m
H/100 = 2,25 cm
Sostituendo i valori numerici si ottiene:

$$\delta_{MURO_ESIST} = 1{,}29 \text{ cm}$$

Si determina il massimo spostamento del CORPO RAMPA DISABILI allo SLV secondo 7.3.3 D.M. 17/01/2018 con analisi lineare, dove q=1,5.

$$\delta_{SLV} = s = 0{,}5 \text{ mm} \times 1{,}50 = 0{,}75 \text{ cm}$$

Pertanto il giunto tecnico dovrà essere almeno pari a:

$S_{sismico} = \delta_{MURO_ESIST} + \delta_{SLV} = 1{,}29 \text{ cm} + 0{,}75 \text{ cm} = 2{,}04.$

Si fissa a vantaggio di sicurezza pari a 5 cm

13. CONCLUSIONI

Si osserva come i fabbricari, possiedono sempre una capacità deformativa e dissipativa superiore alla domanda deformativa e dissipativa, sia allo SLU che allo SLD, sia prima degli interventi progettuali che dopo.

I livelli di sicurezza richiesti dalla normativa si possono ritenere soddisfatti.

Dal punto di vista geotecnico il terreno di fondazione è sempre in grado di sopportare le tensioni derivanti dai carichi e sovraccarichi di progetto.

Gaggi, li

IL PROGETTISTA STRUTTURALE e DL

Dott. Ing. GIUSEPPE C. VARELLA - GIARDINI NAXOS - Inscritto all'Albo di Messina Matric.2204